STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI s.r.l.
CAPITALE SOCIALE EURO 100.000,00 I.V.
VIA MINCIO, 22 – C.A.P. 20139 **M I L A N O** TEL. 02.5393977 – FAX 02.5392262
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

SONDAGGI GEOGNOSTICI GEOTECNICI AMBIENTALI GEOARCHEOLOGICI – PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE INDAGINI E RICERCHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE - PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTRICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI
C.C.I.A.A. REG. DELLE IMPRESE DI MILANO – COD.FISC.-PART.IVA 05092310969 – SOA 5496/58/01

Milano, 05/11/2014

Prot. N. 6229/080/14

Spett.le
GENERALE PREFABBRICATI S.P.A.
CENTRO DIREZIONALE QUATTROTORRI
Ellera Stazione
PERUGIA

OGGETTO: Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di una palazzina uffici di prossima costruzione nel Comune di CORNAREDO (MI) – VIA REISS ROMOLI.
RELAZIONE GEOTECNICA

Introduzione

Nel presente rapporto sono analizzati i terreni e le fondazioni interessati dalla costruzione di una palazzina uffici situata nel Comune di CORNAREDO (MI), in Via REISS ROMOLI, 85.

Per la definizione delle caratteristiche litologiche e meccaniche dei terreni dell'area d'insediamento dell'edificio è stata condotta nell'ottobre 2014 una campagna d'indagine geotecnica in situ consistita nell'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche continue i cui risultati, unitamente alla conoscenza dei terreni della zona maturata dagli scriventi, hanno permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti che sono l'oggetto della presente relazione:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni,
- indicazioni sull'idrologia della zona,
- classificazione sismica dell'area,
- indicazione della tipologia di fondazione e relativa analisi,
- procedure esecutive.

Riferimento altimetrico

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito si identifica con quello dell'indagine che coincide con il piano della soglia dell'ingresso carrabile ai capannoni esistenti e corrisponde alla +132.93 m s.m.m calcolata dalla quota +133.3 indicata dalla Committente (cfr. figura 1.1). Viene considerato coincidente con lo zero del progetto.

Normative

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 14/01/08.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/09.

Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA – "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle Indagini geotecniche" (1977).
- DEPARTMENT of the NAVY - NAV-FAC DM-7 – "Soil Mechanics, Foundations, and earth structures" (1971).

Riferimenti bibliografici

- J. E. BOWLES – "Foundation Analysis and Design" – (1982 e 1988).
- M. JAMIOLKOWSKI, E. PASQUALINI – "Previsioni dei cedimenti delle fondazioni superficiali poggianti su terreni sabbiosi ..." – V Ciclo annuale di conferenze dedicate ai problemi di ingegneria delle fondazioni – TORINO (1974).
- T. W. LAMBE; R. V. WHITMAN – *"Soil Mechanics"* – (1969).
- R. LANCELLOTTA – "Geotecnica" – Ed. ZANICHELLI – (1993).
- E. SCHULTZE, J. MEZEMBACH – "SPT and Compressibility of Soils" – V ICSMFE (1961).
- F. SCHNAID – "In Situ Testing in Geomechanics" – Taylor & Francis (2009).
- K. TERZAGHI – "Theoretical Soil Mechanics" – (1943).
- VIGGIANI C. – "Fondazioni" – (2003).

Capitolo 1 ***INDAGINE GEOTECNICA***

L'indagine geotecnica è consistita nell'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche dinamiche continue a punta conica con tubazione di rivestimento in avanzamento spinte a rifiuto, raggiunto alla -19,7 e -9,1 m rispettivamente in riferimento alla prova n° 7 e n° 8.

Nella tabella 1.1 sono riassunti i risultati più significativi delle prove delle quali nella figura 1.1 è riportata l'ubicazione.

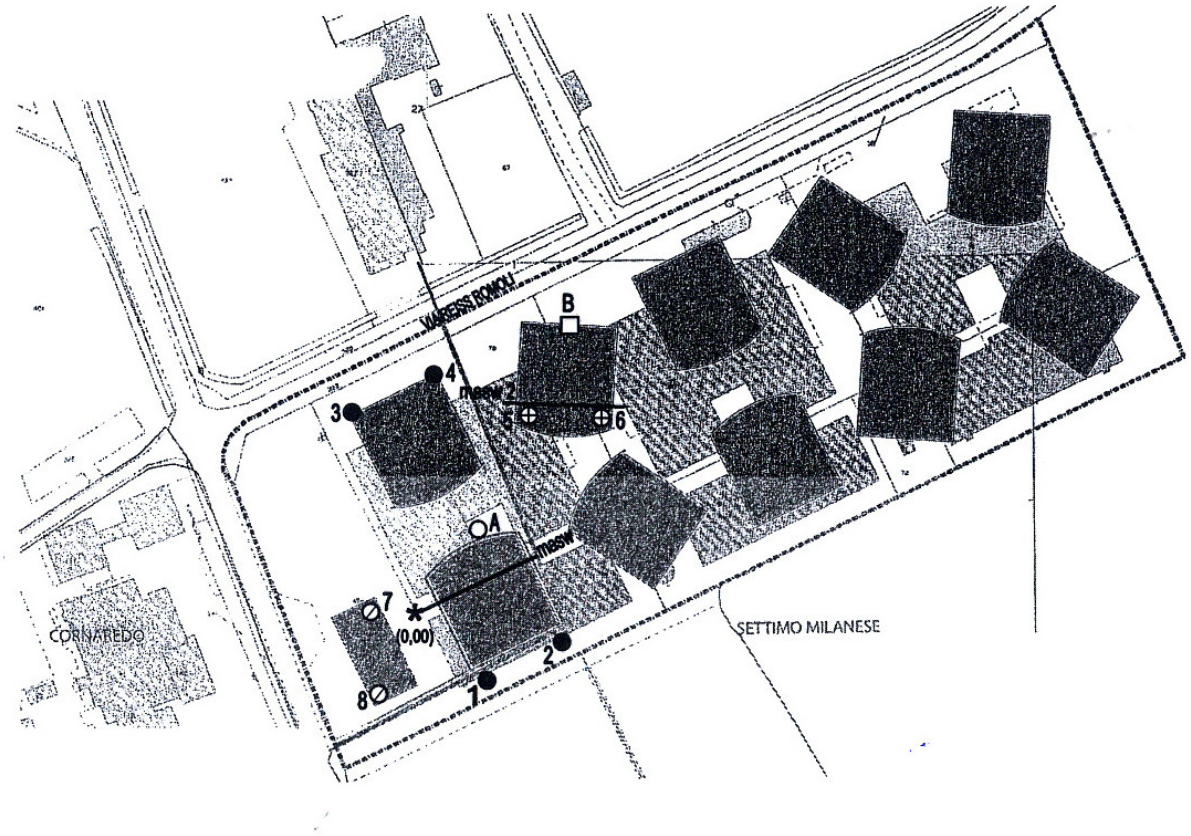
Nel disegno n° 6229/1A del 31/10/2014 sono illustrati i risultati dell'indagine con gli identificativi plano-altimetrici delle prove eseguite.

TABELLA 1.1 – RIASSUNTO RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE

PROVA N°	Q_{pc} [m]	Q_5 [m]	Q_{10} [m]	Q_{20} [m]	Q_M [m]
P7	-0,1	-1,4	-9,6	-15,6	-19,7
P8	-0,2	-1,5	-7,9	-15,1	-19,1

Q_{pc} = quota del piano campagna,
$Q_{5\text{-}10\text{-}20}$ = quota in cui $N_c \geq$ 5-10-20 colpi/piede (N_c = resistenza penetrometrica),
Q_M = quota di fine prova.

FIGURA 1.1 – UBICAZIONE SOMMARIA VERTICALI D'INDAGINE



Capitolo 2 ***CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA***

Si premette che l'indagine non ha permesso di prendere visione diretta dei terreni non essendo stato eseguito alcun sondaggio geotecnico.
Tutto quanto si riferisce alla granulometria dei terreni è pertanto indicativo e basato sulla conoscenza della zona e sull'andamento dei diagrammi penetrometrici.

2.1 – Litologia

Macroscopicamente si individuano i n° 3 strati di suddivisione di seguito descritti.

STRATO A

Dal piano campagna alla –7,9÷-9,6 m (cfr. Q_{10} di tabella 1.1).

È presumibilmente costituito da riporto di deposizione antropica dello spessore di 1,0 m, su terreno in situ sabbioso limoso.
Presenta uno stato di addensamento molto eterogeneo, globalmente scadente nella parte alta fino alla –1,4÷-1,5 m (cfr. Q_5 di tabella 1.1).

STRATO B

Dalla –7,9÷–9,6 m alla –15,1÷-15,6 m (cfr. Q_{20} di tabella 1.1).

Si presume costituito da sabbia media con ghiaia debolmente limosa.
La resistenza penetrometrica N_c, compresa entro il range di 10÷20 colpi/piede, indica materiali di densità media.

STRATO C

Dalla –15,1÷-15,6 m alla massima profondità d'indagine.

Lo strato C è caratterizzato da un repentino incremento della N_c che raggiunge già al tetto valori maggiori di 20 colpi/piede per poi registrare il rifiuto in entrambe le prove alla -19,1÷-19,7 m.
È costituito da ghiaia e sabbia in matrice limosa, debolmente ciottolosa di densità medio-alta, in aumento con la profondità.

2.2 - Caratteristiche geotecniche dei terreni

Le informazioni acquisite dalla campagna d'indagine in situ sono utilizzate nel seguito per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.
Per la definizione dei parametri si fa ricorso a relazioni empiriche che legano le resistenze penetrometriche in situ con le principali caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni investigati. Allo scopo si è considerato il diagramma della prova P8, che si ritiene rappresentativa della condizione più sfavorevole.

Nelle figure 2.1÷2.4 sono diagrammati con la profondità gli andamenti dell'angolo d'attrito φ', della densità relativa D_r, del gradiente *m* e del modulo di deformazione E di YOUNG, dedotti dalle resistenze $(N_1)_{60\text{-}SPT}$ riportate nella figura 2.5, desunte dalla N_c tramite un fattore correlativo $\alpha = 1{,}3$.
Le correlazioni adottate sono riportate in grassetto in calce alle figure.

Nella tabella 2.1 si riportano i valori delle caratteristiche geotecniche più significative dei terreni dell'area in esame nella schematizzazione sopra illustrata.
A tali parametri viene fatto riferimento nelle analisi seguenti.

TABELLA 2.1 – MODELLO GEOTECNICO

STRATO	Q_L [m]	$(N_1)_{60_SPT}$ [/]	γ [kN/m³]	φ' [gradi]	φ'_{vc} [gradi]	φ'_{calc} [gradi]	D_r [%]	m [/]	n [/]	ν [/]
A p.b.	-9,6	10	19	29	23,5	26	45	480	0,5	0,3
B	-15,6	16	19	30	26	28	55	550	0,5	0,3
C	/	20	19	36	29	31	65	730	0,5	0,3

Nelle figure 2.1÷2.4 e nella tabella 2.1 si è indicato con:

Q_L = quota del letto dello strato,
$(N_1)_{60_SPT}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata,
γ = peso di volume fuori falda,
φ' = angolo d'attrito di picco,
φ'_{cv} = angolo d'attrito a volume costante calcolato secondo BOLTON = φ' - (M*DI),
DI = D_r*(10-ln σ'_v)-1 (σ'_v = pressione media),
M = coefficiente assunto pari a 3,
φ'_{calc} = angolo d'attrito operativo valutato come valore intermedio tra φ' e φ'_{cv},
D_r = densità relativa,
m = gradiente del modulo di YOUNG E_{VC} nella formulazione $E_{vc} = m\ (\sigma_c/\sigma_r)^n\ \sigma_r$ (JANBU) , σ_c; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per *E* e σ_c in kPa,
E_{vc} = modulo di YOUNG (curva vergine); il modulo di Young $E_{UL\text{-}RL}$ di scarico e ricarico è pari a α* E_{VC}; α per i terreni in esame α assume il valore pari a 2,
ν = rapporto di POISSON.

2.3 - Idrologia

Nel corso dell'indagine è stata segnalata la presenza dell'acqua di falda alla quota Q_w pari a:

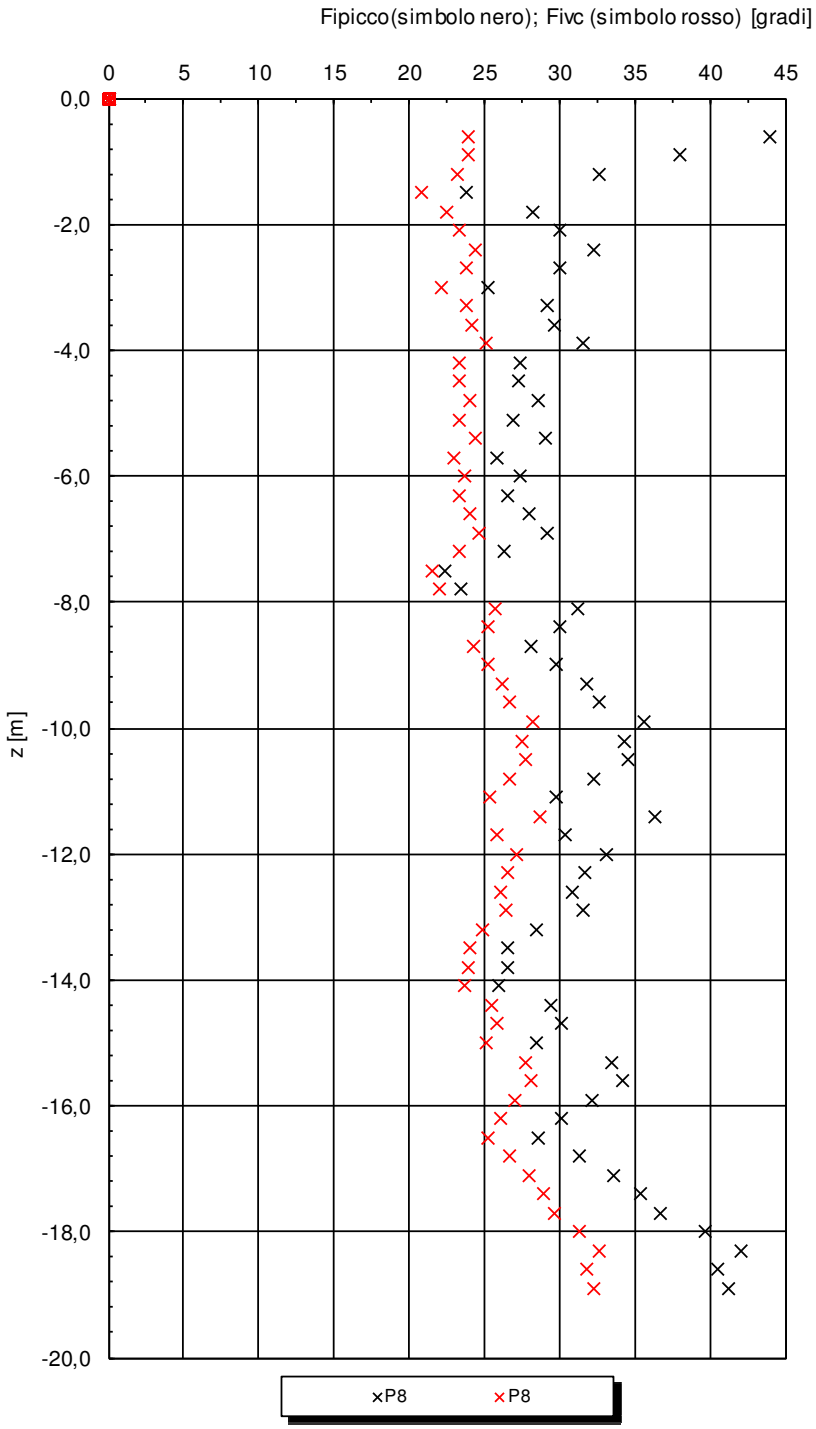
$$Q_w = -5{,}0 \text{ m.}$$

Si ritiene prudenziale prefissare la $Q_{w,p}$ di progetto pari a:

$$Q_{w,p} = -3{,}5 \text{ m.}$$

Se d'interesse specifico per la progettazione si consiglia uno studio idrologico della zona.

FIGURA 2.1 – ANDAMENTO ANGOLO D'ATTRITO φ - PROFONDITÀ



φ = 15 + [15 * $(N_1)_{60}$]$^{.5}$ (sabbie fini limose - SHIOI & FUKUNI - 1982; ROAD BRIDGE SPECIFICATION)

φ = 27 + 0,3 * $(N_1)_{60}$ (sabbie medio grosse e sabbie ghiaiose - JAPANESE NATIONAL RAILWAY)

φ = 15 + [20 * $(N_1)_{60}$]$^{.5}$ (sabbie medio grosse e sabbie debolmente ghiaiose - OWASAKI & IWASAKI)

$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$

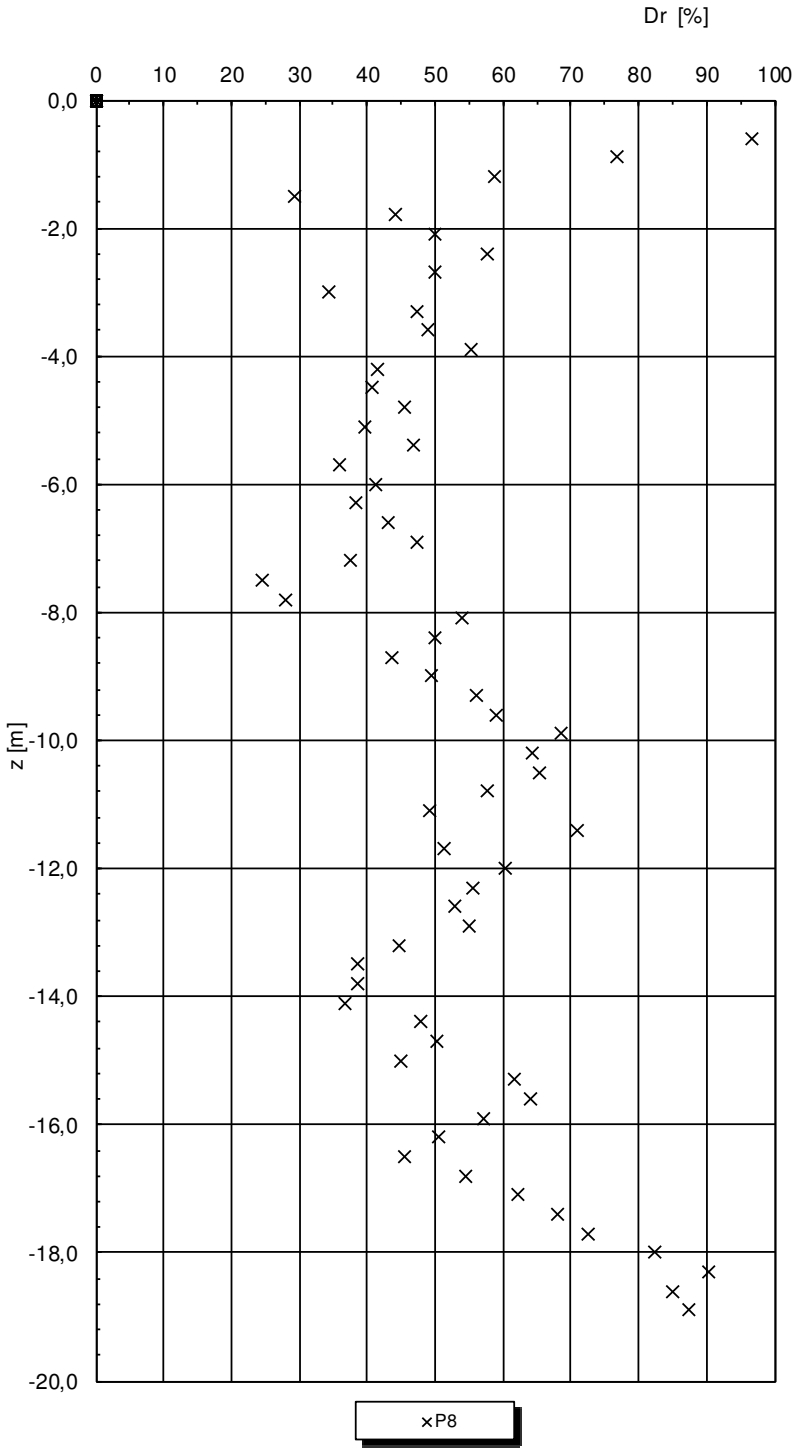
$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98,1/\sigma'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

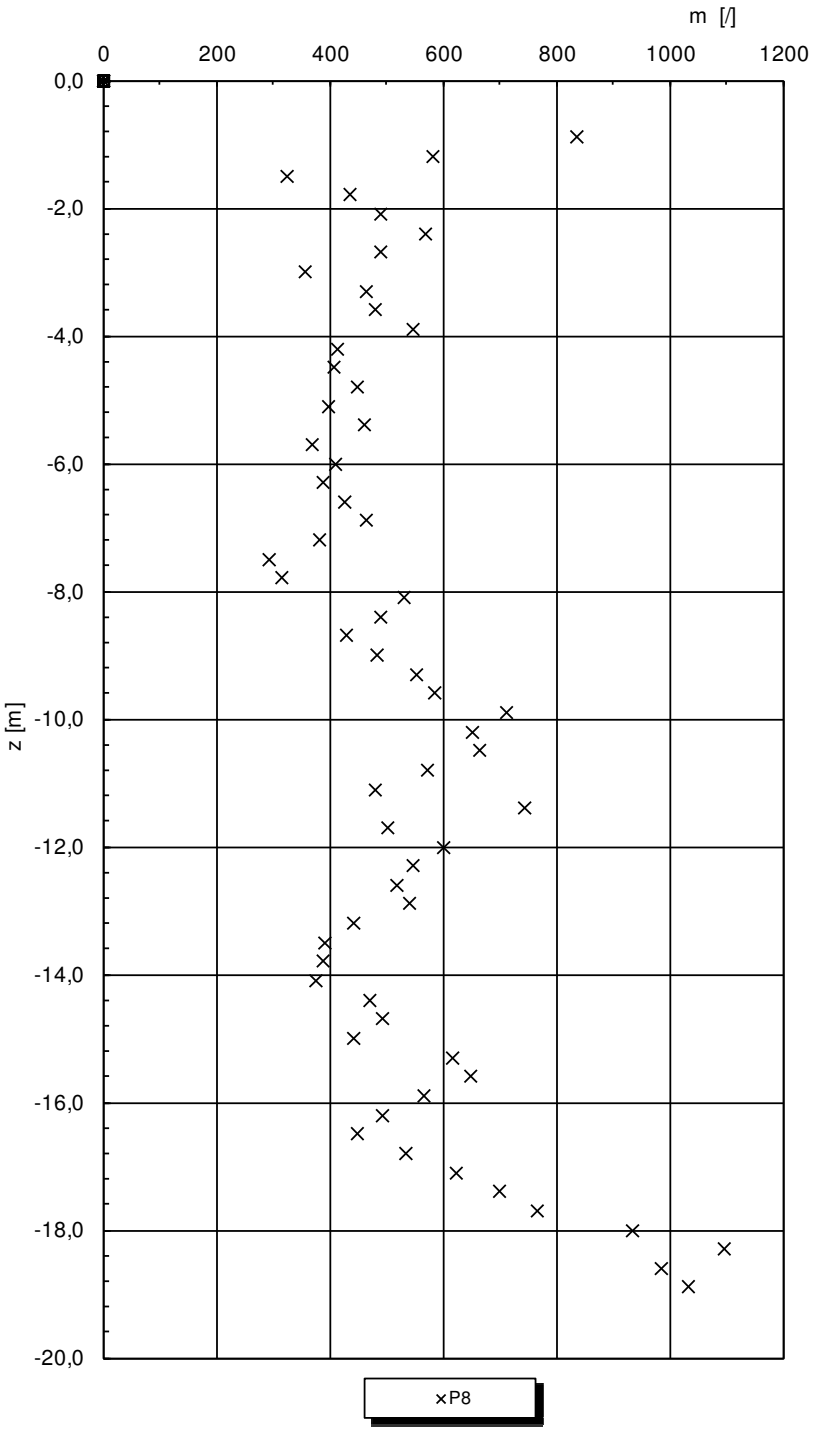
FIGURA 2.2 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_R - PROFONDITÀ



$Dr = [(N_1)_{60}/A]^{.5}$ (SKEMPTON - 1986)

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa
N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata
E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%
$C_N = (98,1/s'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)
A = 55, 60, 65 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

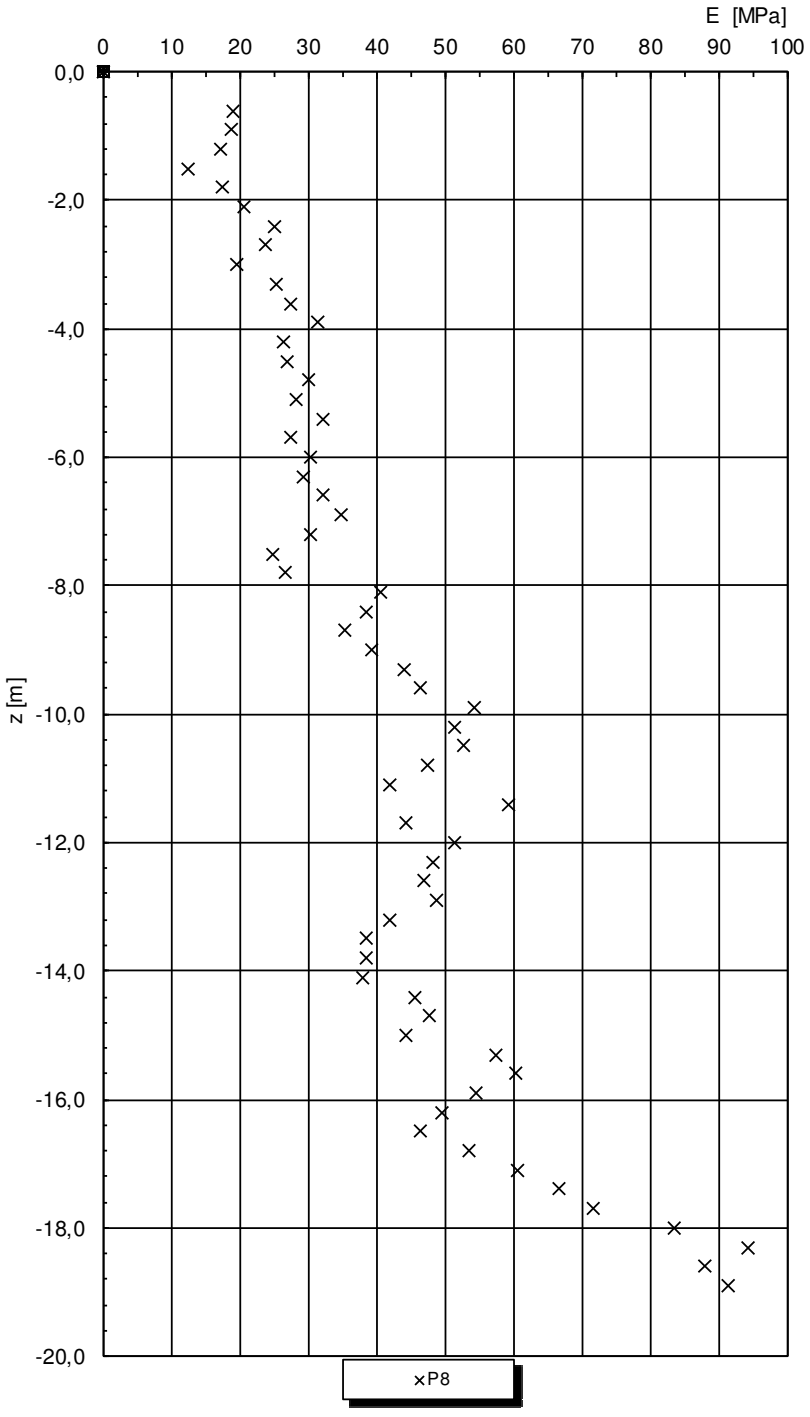
FIGURA 2.3 – ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO *m* - PROFONDITÀ



m = gradiente del modulo = a * e $^{(b*Dr)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

a, b = parametri adimensionali funzione della granulometria del terreno assunti pari a:
a = 180, 210, 250
b = 0,02, 0,0225, 0,25
rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse,
D_r = densità relativa.

FIGURA 2.4 – ANDAMENTO DEL MODULO ELASTICO *E* - PROFONDITÀ



$$E = m\ (\sigma'_c/\sigma_r)^n\ \sigma_r$$

m = gradiente del modulo = a * e $^{(b*Dr)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI - 1975)

n = esponente del modulo

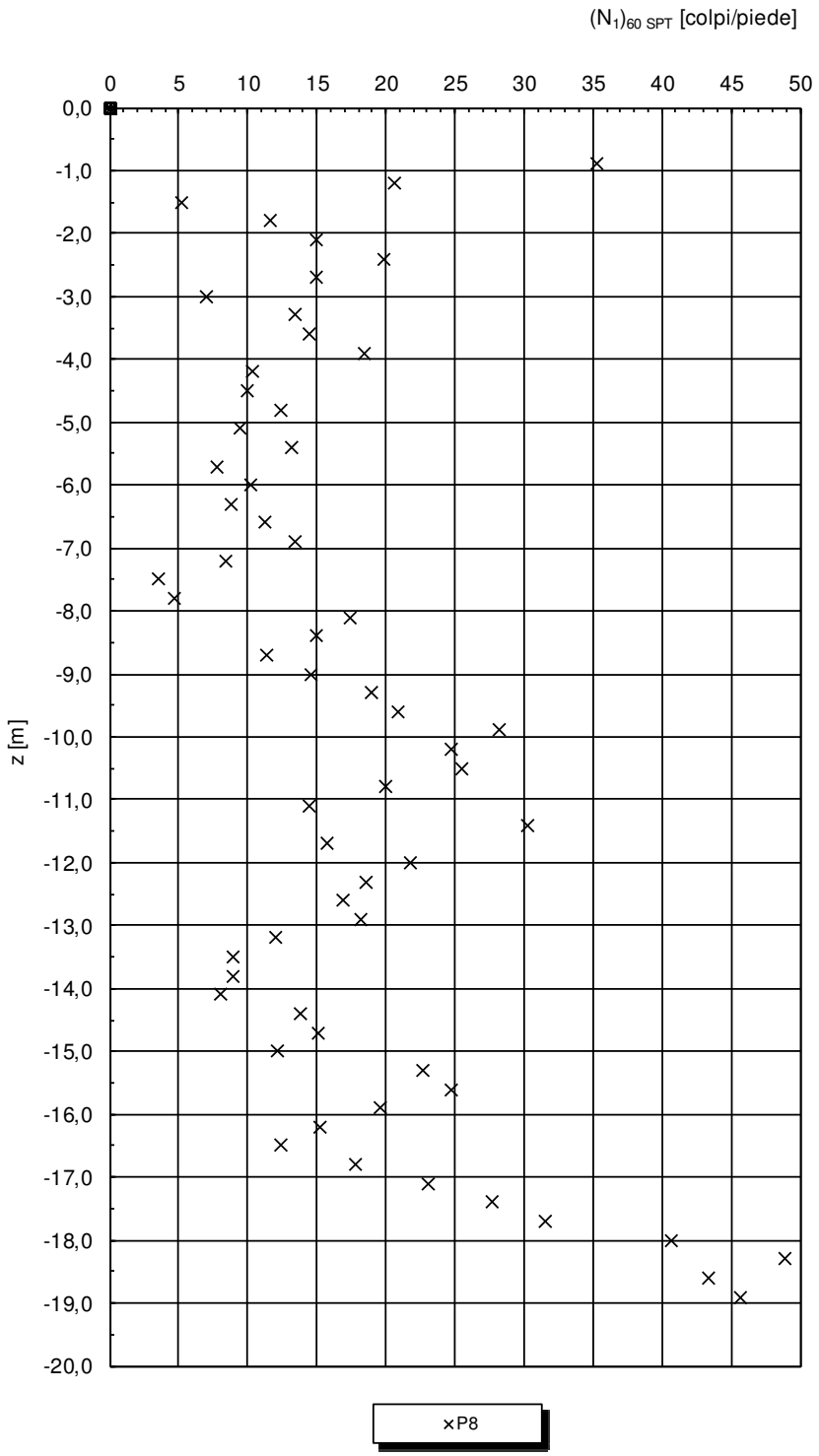
σ'_c = pressione di contenimento efficace in kg/cm^2, calcolata adottando un coefficiente a riposo = 1-sin φ

σ_r = pressione di riferimento = 100 per E in kPa

$$E = 196{,}2 * B * (N_1)_{60}\ \text{(SCHMERTMANN)}$$

B = 4, 6, 10 rispettivamente per sabbie fini, sabbie medie, sabbie grosse.

FIGURA 2.5 – ANDAMENTO $(N_1)_{60SPT}$ – PROFONDITÀ



$$(N_1)_{60} = N_{SPT} * E_F/60 * C_N$$

$(N_1)_{60}$ = resistenza penetrometrica SPT normalizzata a una tensione efficace verticale =100 kPa

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%

$C_N = (98{,}1/\sigma'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN - 1986)

2.4 - Sismicità dell'area

Nel seguito viene fornito un inquadramento generale sulla classificazione sismica dell'area in esame nel rispetto delle disposizioni delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del Decreto Ministeriale del 14/01/2008.

- ***a)*** Secondo la normativa vigente la tipologia del suolo di fondazione è dipendente dal valore v_{s30}, definito come media della velocità delle onde di taglio entro i primi 30 m dal piano di fondazione.
  Si ricorda che la normativa suddivide i terreni secondo quanto esposto nella tabella 2.2.

TABELLA 2.2 – CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO

CATEGORIA DI SUOLO	LITOLOGIA	v_{s30} [m/s]	N_{SPT} [/]	c_u [kPa]
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore ≤ 5 m.	>800	/	/
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessore di diverse decine di metri.	360÷800	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri.	180÷360	15÷50	70÷250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.	<180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con v_{s30} >800 m/s.	come *C* o *D*	/	/

v_{s30} = velocità di diffusione delle onde di taglio (cfr. più avanti),
N_{SPT} = resistenza SPT,
c_u = coesione non drenata.

In particolare, come previsto dalle NTC, si considera la velocità v_{s_30} di propagazione delle onde di taglio calcolata come valore equivalente entro la profondità di 30 m dall'imposta delle fondazioni dedotta dai risultati della prova MASW eseguita in prossimità dell'area in esame:

$$v_{s_30} = 270 \text{ m/s}.$$

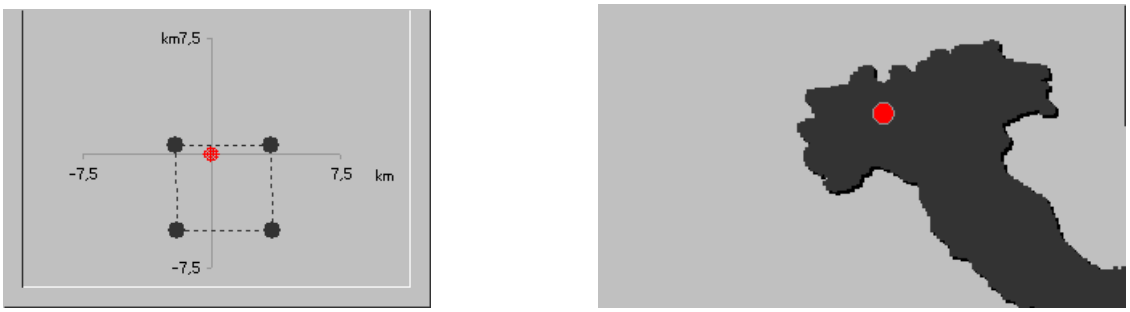
Dal valore v_{s_30} risulta che terreni in esame fanno parte della **CATEGORIA DI SUOLO C.**

- b) Le verifiche nei diversi stati limiti vanno condotte adottando le azioni sismiche che sono funzione della "pericolosità sismica" dell'area in esame.
La "pericolosità sismica" è definita a partire dall'accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con piano campagna orizzontale.
Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali definite, sul sito di riferimento, in funzione dei parametri:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito,
- F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
- T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di tali parametri sono riportati nella tabella esposta nell'Allegato A del citato decreto in corrispondenza delle coordinate geografiche di una griglia di punti prefissati sul territorio. I parametri dell'area in esame vengono ottenuti per interpolazione lineare tra quattro punti della griglia.
Considerando con sufficiente approssimazione l'area ubicata in corrispondenza del centro del Comune di CORNAREDO, nella figura 2.6 sono mostrati i quattro punti della griglia in cui è compreso il centro di CORNAREDO e le relative coordinate geografiche.

FIGURA 2.6 - PUNTI DI GRIGLIA ADIACENTI IL SITO IN ESAME



Dall'interpolazione eseguita utilizzando il software del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici "SpettriNTC.ver.1.0.3" risultano, per il sito in esame i

valori dei parametri a_g, F_o e T_c^* riportati in tabella 2.3.

TABELLA 2.3 - VALORI DEI PARAMETRI A_G, F_O E T^*_C

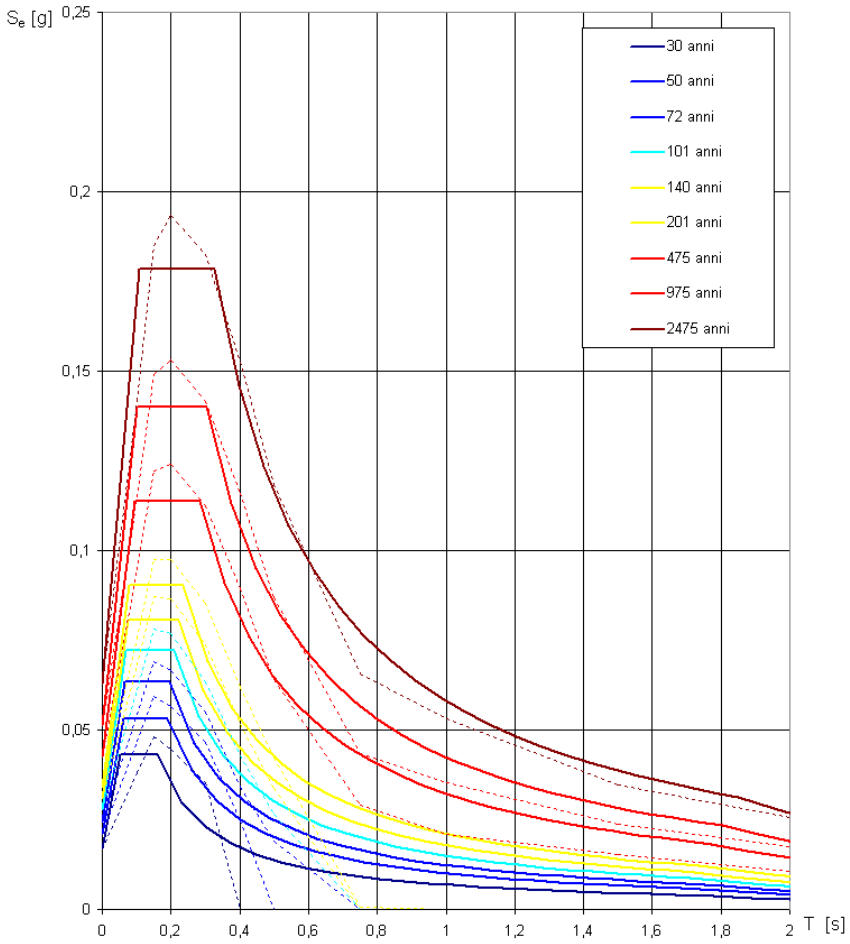
T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_c [s]
30	0,017	2,547	0,160
50	0,021	2,524	0,189
72	0,025	2,583	0,195
101	0,028	2,593	0,208
140	0,031	2,614	0,222
201	0,034	2,642	0,234
475	0,043	2,669	0,284
975	0,051	2,732	0,303
2475	0,063	2,840	0,325

T_R = periodo di ritorno,
a_g = accelerazione orizzontale massima del terreno,
F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Utilizzando il medesimo software si ricavano gli spettri di risposta elastica delle componenti orizzontali di moto, costruiti a partire dai parametri di tabella 2.3, per i diversi periodi di ritorno considerati dal D.M..
Gli spettri sono riportati nella figura 2.7.

- Con linee continue gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali di moto per diversi periodi di ritorno dell'azione sismica (D.M. del 14/01/2008).
- Con linee tratteggiate gli spettri definiti dal progetto INGV-S1 (http://esse1.mi.ingv.it/ - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) a partire dai quali sono stati derivati gli spettri di normativa.

FIGURA 2.7 - SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI SU SUOLO RIGIDO



2.5 – Verifica a liquefazione

Secondo le NTC, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze.

1) Eventi sismici attesi di magnitudo M<5.
2) Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) < 0,1 g.
3) Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali.
4) Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$>30 oppure q_{c1N}>180 dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata con prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration

Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

5) Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure 7.11.1 (a) e 7.11.1 (b) delle NTC.

Da quanto esposto sopra le circostanze 1), 2) si manifestano nel sito in esame. Pertanto la verifica di suscettibilità alla liquefazione dei terreni viene omessa.

Capitolo 3 ***CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO***

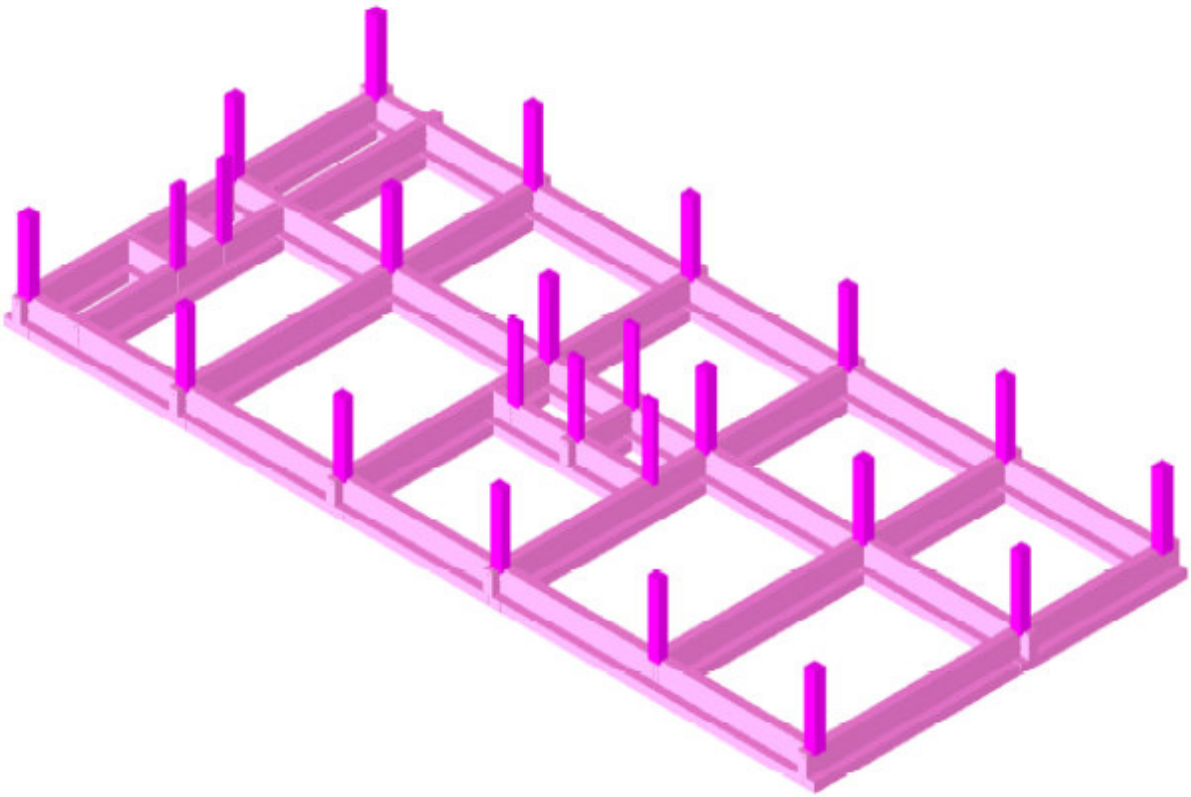
Il progetto prevede la realizzazione di un edificio industriale ubicato nell'area secondo il layout riportato nella figura 1.1.
L'edificio presenta una struttura del tipo puntiforme in calcestruzzo armato prefabbricato impostata su fondazioni nastriformi a graticcio di cui nella figura 3.1 si riporta lo schema grafico.
Queste, nel predimensionamento, trasmettono al terreno pressioni di contatto q_t agli SLU comprese significativamente entro il range:

$$q_t = 110 \div 120 \text{ kPa},$$

Le fondazioni nel predimensionamento presentano larghezze di 1,8 m e sono previste impostate alla quota Q_f pari a:

$$Q_f = -2 \text{ m}.$$

FIGURA 3.1 – SCHEMA GRAFICO SISTEMA FONDAZIONALE



Capitolo 4 ***FONDAZIONI***

4.1 – Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni in esame ed in considerazione delle caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, si ritiene ammissibile in prima istanza l'adozione delle fondazioni dirette impostate alla quota di progetto. A tale quota sono infatti presenti i terreni costituenti la parte bassa dello strato A che si ritengono idonei come sedime delle fondazioni[1]. Laddove localmente fossero presenti i terreni costituenti la parte alta dello strato A, risultati alquanto eterogeni con associate caratteristiche meccaniche scadenti, occorrerà prevederne la bonifica. Si rimanda al riguardo al capitolo 5.

4.2 - Analisi fondazioni dirette superficiali - Calcolo della resistenza R_D per collasso del complesso fondazione-terreno (SLU – GEO) – Calcolo dei cedimenti

4.2.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

Nel seguito sono analizzate fondazioni del tipo nastriforme aventi larghezza variabile entro il range 1÷3 m, impostate direttamente sui terreni dello strato A - parte bassa, alla quota Q_f = -2 m.

I calcoli di resistenza sono condotti agli stati limiti ultimi, in condizioni statiche e dinamiche[2], secondo quanto prescritto nelle NTC, utilizzando i parametri corrispondenti ad un valore di T_R pari a 475 anni.

4.2.2 - Risultati dei calcoli

Nell'APPENDICE DI CALCOLO sono riportate le ipotesi, le modalità, i parametri e i risultati dei calcoli di resistenza e di cedimento delle fondazioni.

I risultati sono riassunti nella tabella 4.1.

La resistenza indicata nella tabella si riferisce alla condizione statica (assenza di sisma). La resistenza in condizioni dinamiche (sotto sisma) è riportata in ap-

[1] In corrispondenza delle prove il riporto si presume presente fino alla -1,4÷-1,5 m.

[2] La resistenza pseudo-statica delle fondazioni nei confronti del raggiungimento del collasso del terreno subisce una riduzione per l'effetto cinematico e inerziale. Nelle analisi condotte il primo viene direttamente tenuto in conto introducendo i valori di F_0 e di a_g dedotti dalla tabella 2.3 della relazione di riferimento. Non essendo noti a priori i valori dell'inclinazione *i* del carico agente sul piano di posa della fondazione, la R_c viene valutata per differenti valori di *i*. La R_c da assumere nelle verifiche GEO sarà pertanto definita in una successiva fase del progetto noto il valore di *i*.

pendice nella relativa sezione.

TABELLA 4.1 – RIASSUNTO CALCOLO RESISTENZA R_c PLATEA DI FONDAZIONE CALCOLO CEDIMENTI

B [m]	R_c [kPa]	q_{t_calc} [kPa]	w [cm]	k_{vm} [kN/m^3]	k_{si} [kN/m^3]	R_{DA1-c2} [kPa]	R_{DA2} [kPa]
1,0	343,1	114,4	0,81	14159,4	21239,1	111,0	149,2
1,5	355,7	118,6	1,16	10238,7	15358,0	113,6	154,6
2,0	376,4	125,5	1,58	7951,3	11926,9	119,1	163,6
2,5	395,9	132,0	2,02	6541,8	9812,7	124,4	172,1
3,0	416,6	138,9	2,49	5577,1	8365,7	130,2	181,1

B = larghezza della fondazione (B' della [4.1]),
R_c = resistenza di calcolo del complesso fondazione- terreno,
q_{t_calc} = pressione di contatto fondazione-terreno per il calcolo dei cedimenti (= R_c/3),
w = cedimento medio sotto la pressione q_{t_calc},
k_{vm} = coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = (q_{t_calc}/w),
k_{si} = coefficiente di sottofondo verticale tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico:

$$q_{t_calc} = R_c * k_{si} * w_t / (R_c + k_{si} * w_t).$$

R_{DA1-c2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2),
R_{DA2} = resistenza del terreno secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) del D.M. del 14/01/08,

4.3 - Indicazioni progettuali

- a) Nelle verifiche agli SLU per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO) e quindi laddove si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni, si potrà considerare l'APPROCCIO 2 (combinazione (A1+M1+R3) – R_{DA2} di tabella 1).

- b) La PRESSIONE DI CONTATTO FONDAZIONE-TERRENO q_t potrà essere calcolata nel rispetto della seguente espressione (MEYERHOF - 1953):

$$q_t = N/B' \quad [4.1]$$

dove:
B' = B - 2 * e,
e = M/N
N = risultante forze verticali in fondazione,
M = coppia in fondazione.

- c) L'eccentricità del carico sarà tale che la risultante dei carichi verticali sia posta all'interno del nocciolo centrale d'inerzia.

- d) I cedimenti calcolati sono da intendere per buona parte come cedimenti "istantanei". I cedimenti differiti nel tempo dovuti a fenomeni di *creep*. Questi, secondo BURLAND & BARBIDGE (1985) a partire dal termine della costruzione a 50 anni, ammonterebbero a circa il 20% del cedimento totale calcolato.

- e) Come prescritto nelle NTC occorrerà verificare che le deformazioni derivanti dai cedimenti delle fondazioni siano ammissibili con la funzionalità dell'opera in progetto (verifiche SLE). Nelle analisi utili allo scopo potranno essere adottati i parametri di deformabilità indicati nella tabella 4.1.

Capitolo 5 ***RACCOMANDAZIONI ESECUTIVE***

Le fondazioni dell'edificio in esame sono state considerate impostate alla quota di progetto Q_f = -2 m, sui terreni in situ costituiti dalla parte bassa dello strato A.
Considerato che la Q_f è posta in prossimità del passaggio tra la parte alta e la parte bassa dello strato A, sarà necessaria la visione critica dei terreni del fondo scavo predisposto per la posa delle fondazioni, finalizzata a verificare la presenza dei previsti terreni in situ.
Qualora al fondo scavo fossero presenti i terreni del ricoprimento superficiale, materiale organico, lenti di terreno particolarmente molle, occorrerà prevederne la bonifica.
Questa potrà essere costituita da inerte vibrocompattato o da calcestruzzo magro.
Nel primo caso si consiglia l'utilizzo d'inerte con il 70% di ghiaia e ghiaietto, il 25% di sabbia e il 5% di fino deposti a strati. Gli spessori degli strati di stesura saranno funzione dell'apparecchiatura di compattazione adottata e comunque non superiore a 0,3 m. In ogni caso i materiali stesi dovranno raggiungere il 97,5% dell'OTTIMO DI PROCTOR MODIFICATO.
Qualora si adottasse calcestruzzo magro questo sarà dosato a 100 kg/m^3 di cemento.
L'adozione del calcestruzzo magro è consigliata in corrispondenza di fondazioni di ridotte dimensioni, in quanto ivi la lavorazione dell'inerte appare particolarmente disagevole.

APPENDICE DI CALCOLO

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE
MODALITA' DI CALCOLO DELLA RESISTENZA
CONDIZIONE STATICA

La resistenza di calcolo R_c del complesso fondazione-terreno viene calcolata utilizzando l'espressione BRINCH-HANSEN (1970):

$$R_c = c*N_c*s_c*d_c*i_c*b_c*g_c + q'*N_q*s_q*d_q*i_q*b_q*g_q + 0,5*\gamma'_i*B'*N_\gamma*s_\gamma*i_\gamma*b_\gamma*g_\gamma*r_\gamma \quad [1]$$

dove:

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio;

$N_c = (N_q-1)/\tan\varphi'$,

$N_q = \tan^2(45°+\varphi'/2)*e^{\pi*\tan\varphi'}$,

$N_\gamma = 2*(N_q+1)*\tan\varphi'$,

φ' = angolo di resistenza al taglio efficace,

c = coesione,

s = fattori di forma della fondazione,

i = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico,

b = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione α_{pf} ella base della fondazione,

g = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione α_{pc} del piano campagna,

d = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa,

$r_\gamma = 1-0,25*\log(B/2)$ = fattore di riduzione della R_c in funzione di B,

γ'_i = peso di volume efficace del terreno al disotto della fondazione,

$B' = B -2*e$,

B = lato minore della fondazione,

e = eccentricità del carico,

$q' = \gamma'_s*D_f$ = sovraccarico a lato della fondazione,

D_f = immorsamento della fondazione,

γ'_s = peso di volume efficace del terreno al disopra della fondazione.

Per tenere in conto la dipendenza dell'angolo dì resistenza al taglio dal livello tensionale il programma, su richiesta, considera quanto proposto da BOLTON (1986) secondo cui il valore dell'angolo d'attrito massimo (valore massimo φ'_p di picco) ed il valore ultimo (φ'_{cv}, valore minimo a volume costante) sono legati dall'espressione:

$$\varphi'_p - \varphi'_{cv} = m*[D_r*(10-\ln p'_f)-1]$$

dove:

D_r = densità relativa,

p'_f = pressione media efficace a rottura = $(p_{lim}+3*q')*(1-\text{sen}\varphi')/4$ (DE BEER - 1964).

Il calcolo della p_{lim} viene condotto iterativamente utilizzando il valore di φ'_{cv} fino a convergenza (φ'_3).

Nell'analisi agli S.L.E., la pressione di contatto fondazione-terreno p_{t_calc}, utilizzata per il calcolo del cedimento della fondazione, viene valutata introducendo il coefficiente F_s:

$$p_{t_calc} = R_c/F_s$$

Nel calcolo agli stati limiti ultimi (S.L.U.), la verifica per collasso dovuto al raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno deve soddisfare la condizione:

$$E_d <= R_d$$

dove E_d e R_d sono rispettivamente i valori di progetto dell'azione e della resistenza.

La R_d viene calcolata secondo il D.M. del 14/01/08:

Approccio 1 - Combinazione 1: $R_d = R_{c1}(\varphi, c)$

Approccio 1 - Combinazione 2: $R_d = 1/\gamma_{R2} * R_{c2}(\varphi_R, c_R)$

Approccio 2: $R_d = 1/\gamma_{R3} * R_{c1}(\varphi, c)$

Per $R_{c1}(\varphi, c)$ si è indicata la resistenza di calcolo più sopra trattata, per $R_{c2}(\varphi_R, c_R)$ la resistenza di calcolo valutata adottando i valori di φ e c ridotti secondo l'espressione:

$$\varphi_R = \arctan[\tan(\varphi)/\gamma_{M2}]$$

$$c_R = c/\gamma_{M2}$$

Sopra si è indicato con:

γ_{R2} = coefficiente parziale pari a 1,8 (tabella 6.4.I - D.M. 14/01/08),

γ_{R3} = coefficiente parziale pari a 2,3 (tabella 6.4.I - D.M. 14/01/08),

γ_{M2} = coefficiente parziale pari a 1,25 e 1,4 rispettivamente per terreno in condizione drenata e non drenata (tabella 6.2II - D.M. 14/01/08).

CONDIZIONE CON SISMA (ANALISI PSEUDO-STATICA)

In condizione sismica, nell'analisi pseudo-statica la resistenza R_c subisce una riduzione per l'effetto inerziale e cinematico.

La variazione viene portata in conto impiegando coefficienti correttivi come di seguito esposto.

. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti *i* dell'espressione [1] in funzione del coefficiente sismico K_{hi} che influenza l'inclinazione del carico agente sul piano di posa della fondazione rispetto alla verticale.

. L'effetto cinematico modifica il solo fattore N_γ ad opera del coefficiente correttivo $e_{\gamma k}$.

Il coefficiente correttivo $e_{\gamma k}$ viene calcolato tramite il Metodo delle Caratteristiche secondo il quale risulta pari a:

$$e_{\gamma k} = [1 - K_{hk}/\tan(\varphi)]^{0,45}.$$

Il valore del coefficiente di accelerazione sismico orizzontale del terreno K_{hk} è valutato con l'espressione:

$$K_{hk} = \beta_s * a_{max}/g$$

β_s = coefficiente di riduzione della accelerazione a_{max} attesa al sito e assume i valori riportati nella tabella 7.11.1 in funzione di a_g e della categoria di sottosuolo,

a_g [g] = accelerazione orizzontale massima del terreno in funzione del tempo di ritorno T_R,

g = accelerazione di gravità.

L'accelerazione a_{max} attesa al sito è valutata tramite l'espressione:

$$a_{max} = S_s * S_T * a_g$$

S_s = cefficiente di amplificazione stratigrafica funzione di F_0, di a_g e della categoria di sottosuolo,

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

S_T = coeff. d'amplificazione topografica funzione della categoria topografica (cfr. tab. 3.2.VI delle NTC).
Oltre a quanto sopra la R_c viene valutata considerando la riduzione del peso di volume γ che in condizioni pseudo-statiche può essere assunto pari a:

$$\gamma^* = \alpha_\gamma * \gamma$$

$\alpha_\gamma = [(1-K_v)^2 + K_h^2]^{0,5}$

$K_v = 0,5\ K_h$,

K_{hk} = già definito sopra.

Sulla base di quanto sopra, il calcolo di R_c viene eseguito facendo riferimento ai valori di T_R prefissati e dell'accelerazione a_g dedotta dalla classificazione sismica. Non essendo nota a priori l'inclinazione del carico agente sul piano di posa della fondazione, la R_c viene valutata per differenti valori di *i*. La R_c da assumere nelle verifiche GEO sarà quindi definita in una successiva fase del progetto, noto il valore di *i*.

MODALITA' DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

Metodo di BURLAND e BURBIDGE (1984)

Il calcolo del cedimento $w_{B\&B}$ di una fondazione diretta viene condotto secondo BURLAND e BURBIDGE utilizzando la seguente espressione:

$$w_{B\&B} = f_s * f_H * f_t * [\sigma'_{v0} * B'^{0,7} * I_c/3 + (p_{t_calc} - \sigma'_{v0}) * B'^{0,7} * I_c] \quad [mm]$$

p_{t_calc} = pressione verticale di contatto fondazione-terreno [kPa],

σ'_{v0} = tensione verticale efficace agente alla Q_f [kPa],

B' = minima dimensione dell'area reagente della fondazione [m],

I_c = indice di compressibilità funzione della N_{SPT},

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi funzione della forma della fondazione, dello spessore dello strato compressibile e della componentre viscosa dei cedimenti.

Metodo del semispazio elastico (BOWLES -1982)

Il calcolo del cedimento w_B di una fondazione diretta è condotto utilizzando la seguente espressione

$$w_B = (p_{t_calc} - \sigma_0) * B' * I_w * I_F * (1-\nu^2)/E_s + \sigma_0 * B' * I_w * I_F * (1-\nu^2)/(\alpha * E_s)$$

p_{t_calc} = pressione verticale di contatto fondazione-terreno [kPa],

σ_o = pressione di sovraconsolidazione,

B' = minima dimensione dell'area reagente della fondazione,

I_w = coefficiente d'influenza per fondazione "rigida", funzione di B', L' (BOWLES - 1982),

I_F = coefficiente d'influenza secondo FOX (1948) funzione del rapporto D, B', L',

D = profondità d'imposta della fondazione rispetto al piano campagna originario Q_{pc},

ν = coefficiente di Poisson,

$E_s = m*(\sigma'_h/100)^n*100$ = modulo di elasticità del terreno [kPa],

m = gradiente del modulo E_s,

n = esponente del modulo,

σ'_h = pressione orizzontale efficace in esercizio alla profonditaà = $\sigma'_v * k_0$,

σ'_v = pressione verticale efficace in esercizio alla profondità $\alpha * B'/2$ da Q_f,

k_0 = coeffciiente di pressione a riposo = (1-senφ).

Nastriformi

DATI DI INPUT

Geotecnica

Strato n°	φ [gradi]	c [kPa]	D_r [%]	γ_i [kN/m^3]	N_{SPT} [/]	m [/]	Q_l [m]
1	26,0	0,0	45,0	19,0	10	450,0	9,6
2	28,0	0,0	55,0	19,0	16	550,0	30,0
3	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0,0	0,0
γ_s	19,0						
n	0,50						
ν	0,30						
Q_w	3,5	Quota livello acqua sotterranea [m]					

Geometrie FONDAZIONI NASTRIFORMI

Calcolo n°	B [m]	L [m]	Q_{pc} [m]	Q_{pci} [m]	Q_f [m]	α_{pf} [gradi]	α_{pc} [gradi]
1	1,00	5,00	0,0	1,2	2,0	0,0	0,0
2	1,50	7,50	0,0	1,2	2,0	0,0	0,0
3	2,00	10,00	0,0	1,2	2,0	0,0	0,0
4	2,50	12,50	0,0	1,2	2,0	0,0	0,0
5	3,00	15,00	0,0	1,2	2,0	0,0	0,0

Carichi

Calcolo n°	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1	1,0	0,0	0,0
2	1,0	0,0	0,0
3	1,0	0,0	0,0
4	1,0	0,0	0,0
5	1,0	0,0	0,0

Generali

Spess. strato deformabile [m]:	30,0
Tipo di carico:	statico
Tempo [anni]	50,0
Cedimento ammiss. w_{amm} [cm]:	/
Terreno:	G/S-G
Coefficiente F_s:	3,0
α (cfr. sotto):	2,0
E_{OCR}/E_{NC} (E = modulo di Young)	3,0

a_g [g]:	0,043
F_0:	2,669
T^*_c:	0,284
Tipo suolo:	C
Categoria topografia T:	T1

NB. Il singolo parametro geotecnico P introdotto nei calcoli (φ, m, N_{SPT}, D_r) rappresenta il valore medio ponderale dei parametri dei singoli strati, entro lo spessore α*B di terreno significativamente interessato dalla fondazione, calcolato utilizzando l'espressione generica:

$$P = (\Sigma i\ P_i * \Delta H_i)/(\alpha * B)$$

P_i = generico parametro relativo allo strato iesimo,

ΔH_i = spessore terreno con associato il parametro P_i.

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA IN CONDIZIONI STATICHE

Parametri

B [m]	φ_1 [gradi]	φ_2 [gradi]	φ_3 [gradi]	c [kPa]	γ_i [kN/m^3]
1,0	26,0	26,0	**26,0**	0,0	16,8
1,5	26,0	26,0	**26,0**	0,0	14,5
2,0	26,0	26,0	**26,0**	0,0	13,4
2,5	26,0	26,0	**26,0**	0,0	12,7
3,0	26,0	26,0	**26,0**	0,0	12,3

Il calcolo è eseguito senza decurtazione di Fi secondo BOLTON

Coefficienti

Calcolo n°	1	2	3	4	5	
N_c	22,25	22,25	22,25	22,25	22,25	
s_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$s_c=1+N_q/N_c*B'/L$ (ISOL.); sc=1 (NASTR.)
d_c	1,27	1,18	1,13	1,11	1,09	$d_c=d_q-(1-d_q)/(N_c*\tan\varphi)$
i_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	ic = iq - (1-iq)/(Nq-1)
b_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$b_c=b_q-(1-b_q)/(N_c*\tan\varphi)$
g_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$g_c=g_q-(1-g_q)/(N_c*\tan\alpha_{pc})$
γ_i'	16,75	14,50	13,38	12,70	12,25	
N_γ	12,54	12,54	12,54	12,54	12,54	
s_γ	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	$s_\gamma=1-0,4*B/L$
i_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$i_\gamma=[1-(T/(N+B'*L*c/\tan\varphi)]^{(m+1)}$
b_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$b_\gamma=(1-\alpha_{pf}*\tan\varphi)^2$
g_γ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$g_\gamma=(1-\tan\alpha_{pc})^2$
q'	15,20	15,20	15,20	15,20	15,20	
N_q	11,85	11,85	11,85	11,85	11,85	
s_q	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	$s_q=1+B/L*\tan\varphi$
d_q	1,25	1,16	1,12	1,10	1,08	$d_q=1+2*\tan\varphi*(1-\text{sen}\varphi)^2*\tan^{-1}(D/B)$ per (+) D/B>=1
i_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$i_q=[1-T/(N+B'*L*c/\tan\varphi)]^m$ $m=(2+B'*L)/(1+B'/L)$
b_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$b_q=(1-\alpha_{pf}*\tan\varphi)^2$
g_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	$g_q=(1-\tan\alpha_{pc})^2$
r_γ	1,00	1,00	1,00	0,98	0,96	

(+) $d_q=1+2*D/B*\tan\varphi*(1-\text{sen}\varphi)^2$ (D/B<1)

Risultati

			S.L.U.			
			A1-c1	A1-c2	A2	A1-c1 = Appr. 1 Comb. 1
Calcolo n°	R_{c1} [kPa]	R_{c2} [kPa]	R_D [kPa]	R_D [kPa]	R_D [kPa]	A1-c2 = Appr. 1 Comb. 2
1	**343,1**	**199,7**	**343,1**	**111,0**	**149,2**	A2 = Appr. 2
2	**355,7**	**204,5**	**355,7**	**113,6**	**154,6**	
3	**376,4**	**214,4**	**376,4**	**119,1**	**163,6**	
4	**395,9**	**224,0**	**395,9**	**124,4**	**172,1**	
5	**416,6**	**234,3**	**416,6**	**130,2**	**181,1**	

RISULTATI DEI CALCOLI DI CEDIMENTO

Metodo di BURLAND & BURBRIDGE

Coefficienti

Calcolo	f_s	f_H	f_t	N_{SPT}	$N_{SPTcorr}$	I_c	σ'_{v0}
n°	/	/	/	/	/	/	[kPa]
1	1,42	1,00	1,54	10,0	12,5	0,05	38,0
2	1,42	1,00	1,54	10,0	12,5	0,05	38,0
3	1,42	1,00	1,54	10,0	12,5	0,05	38,0
4	1,42	1,00	1,54	10,0	12,5	0,05	38,0
5	1,42	1,00	1,54	10,0	12,5	0,05	38,0

Metodo del semispazio elastico (BOWLES -1982)

Coefficienti

Calcolo n°	I_w /	I_F /	σ'_v [kPa]	k_0 /	σ'_h [kPa]	σ_0 [kPa]	m [/]	E [kPa]
1	1,88	0,84	34,2	0,56	19,2	38	450,0	19722,0
2	1,88	0,90	43,7	0,56	24,5	38	450,0	22293,5
3	1,88	0,95	48,7	0,56	27,4	38	450,0	23534,3
4	1,88	0,99	53,7	0,56	30,2	38	450,0	24712,9
5	1,88	1,03	58,7	0,56	33,0	38	450,0	25837,8

Risultati

Calcolo n°	P_{t_calc} [kPa]	$w_{B\&B}$ [cm]	w_B [cm]	**w_{medio} [cm]**	**k_{vm} [kN/m^3]**	**k_{si} [kN/m^3]**	P'_{t_calc} [kPa]
1	114,4	1,0	0,6	**0,81**	**14159,4**	**21239,1**	114,4
2	118,6	1,3	1,0	**1,16**	**10238,7**	**15358,0**	118,6
3	125,5	1,8	1,4	**1,58**	**7951,3**	**11926,9**	125,5
4	132,0	2,2	1,8	**2,02**	**6541,8**	**9812,7**	132,0
5	138,9	2,7	2,3	**2,49**	**5577,1**	**8365,7**	138,9

k_{vm} = coefficiente di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = q_0/w_{medio}.

k_{si} = coefficiente di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico = $k_{si} = (R_c * q_0)/(w_{medio} * (R_c - q_0)$.

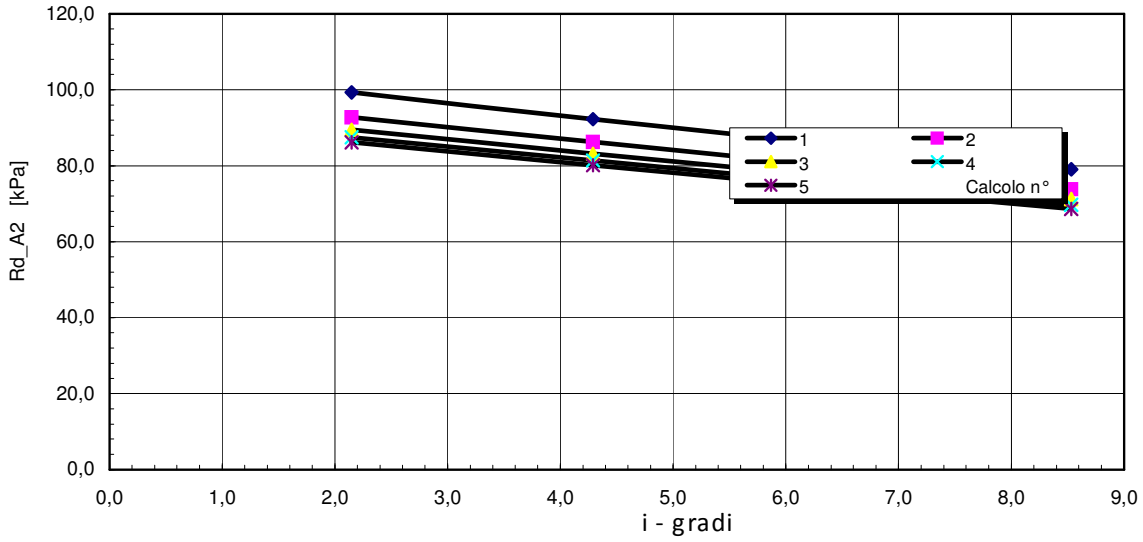
P't_calc = press. con w <= wamm

wamm = 3,0 [cm]

RISULTATI DEI CALCOLI DI PORTATA IN PRESENZA DI SISMA

Calcolo n.	i	i_q	i_γ	$e_{\gamma k}$	R_c	$R_{D_A1.C1}$	$R_{D_A1.C2}$	R_{D_A2}
	gradi	[/]	[/]	[/]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	2,15	0,93	0,90	0,00	**228,3**	**228,3**	**77,1**	**99,3**
	4,29	0,87	0,80	0,00	**212,3**	**212,3**	**71,7**	**92,3**
	6,42	0,80	0,71	0,00	**196,7**	**196,7**	**66,5**	**85,5**
	8,53	0,74	0,63	0,00	**181,8**	**181,8**	**61,4**	**79,0**
2	2,15	0,93	0,90	0,00	**213,3**	**213,3**	**71,9**	**92,7**
	4,29	0,87	0,80	0,00	**198,3**	**198,3**	**66,9**	**86,2**
	6,42	0,80	0,71	0,00	**183,8**	**183,8**	**62,0**	**79,9**
	8,53	0,74	0,63	0,00	**169,8**	**169,8**	**57,3**	**73,8**
3	2,15	0,93	0,90	0,00	**205,8**	**205,8**	**69,3**	**89,5**
	4,29	0,87	0,80	0,00	**191,3**	**191,3**	**64,5**	**83,2**
	6,42	0,80	0,71	0,00	**177,3**	**177,3**	**59,7**	**77,1**
	8,53	0,74	0,63	0,00	**163,8**	**163,8**	**55,2**	**71,2**
4	2,15	0,93	0,90	0,00	**201,2**	**201,2**	**67,8**	**87,5**
	4,29	0,87	0,80	0,00	**187,1**	**187,1**	**63,0**	**81,3**
	6,42	0,80	0,71	0,00	**173,4**	**173,4**	**58,4**	**75,4**
	8,53	0,74	0,63	0,00	**160,2**	**160,2**	**54,0**	**69,7**
5	2,15	0,93	0,90	0,00	**198,2**	**198,2**	**66,7**	**86,2**
	4,29	0,87	0,80	0,00	**184,3**	**184,3**	**62,0**	**80,1**
	6,42	0,80	0,71	0,00	**170,8**	**170,8**	**57,5**	**74,3**
	8,53	0,74	0,63	0,00	**157,8**	**157,8**	**53,1**	**68,6**

S_s = 1,50	S_T = 1,00	$a_{max}[m/s^2]$= 0,63	β_s = 0,2
K_h = 0,01	K_v = 0,01	α_γ = 0,99	



STUDIO TECNICO
Geom. UGO CELOTTI S.R.L.

VIA MINCIO 22 - CAP 20139 MILANO - TEL. 025393977 r.a. - 025392262 FAX
e-mail: studiocelotti@studiocelotti.it

INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI - STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE
PERFORAZIONI PROFONDE PER GEOTERMIA PER DISPERSORI PER STRUMENTAZIONI
RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE E GEOELETTRICHE

GENERALE PREFABBRICATI S.p.A. – Centro Direzionale Quattrotorri
Ellera Stazione – PERUGIA

Indagini geognostiche e geotecniche eseguite nel terreno di fondazione di una palazzina uffici di prossima costruzione in comune di Cornaredo (Milano) – Via Reiss Romoli.

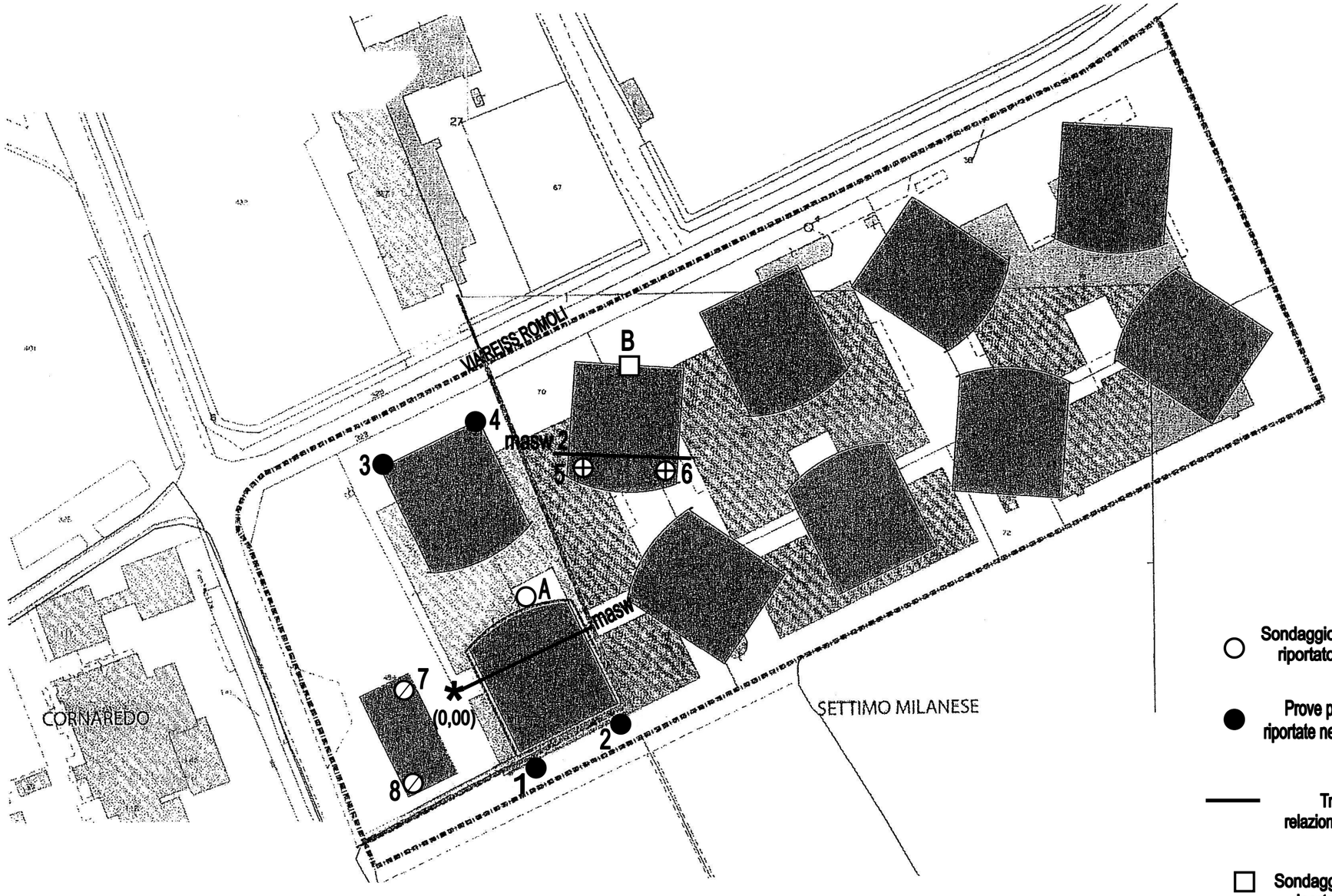
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE NN. 7 – 8

Disegno n. 6229/6A Data: 31 – 10 – 2014

N.B. – Lo zero di riferimento delle profondità coincide con il piano della soglia dell'attuale ingresso carrabile ai capannoni esistenti che corrisponde a m. +132.93 s.l.m. calcolata dalla quota m. +133.30 indicata dalla Committente (v. dis.).

⊘ Prove penetrometriche dinamiche

PLANIMETRIA
Scala 1: 2000



○ Sondaggio geognostico e geotecnico riportato nel disegno n. 6229/1A

● Prove penetrometriche dinamiche riportate nei disegni n. 6229/1A-6229/3A

—— Traccia masw relazione prot. n. 6229/2A

□ Sondaggio geognostico e geotecnico riportato nel disegno n. 6229/4A

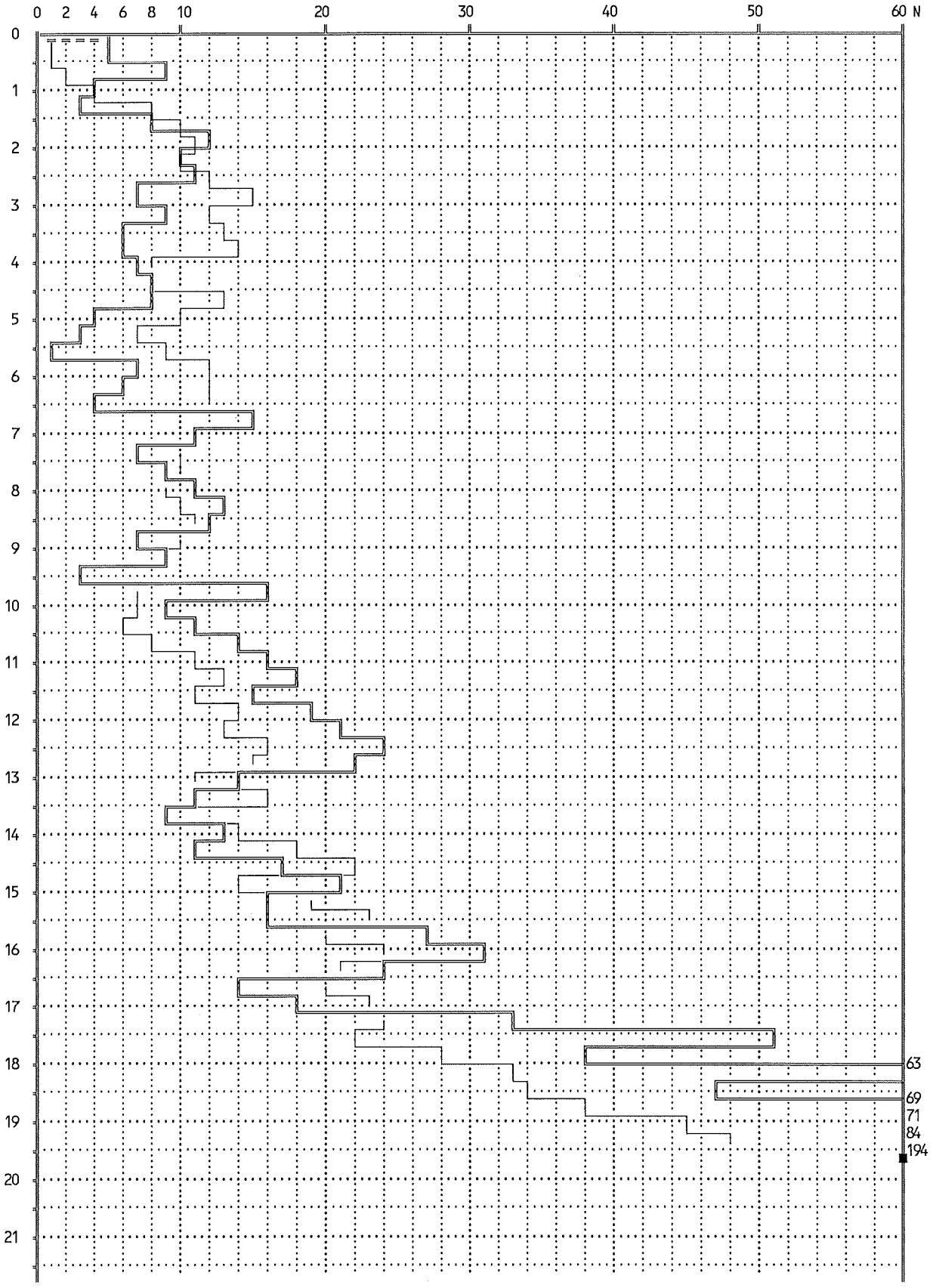
⊕ Prove penetrometriche dinamiche riportate nel disegno n. 6229/4A

—— Traccia masw 2 relazione prot. n. 6229/5A

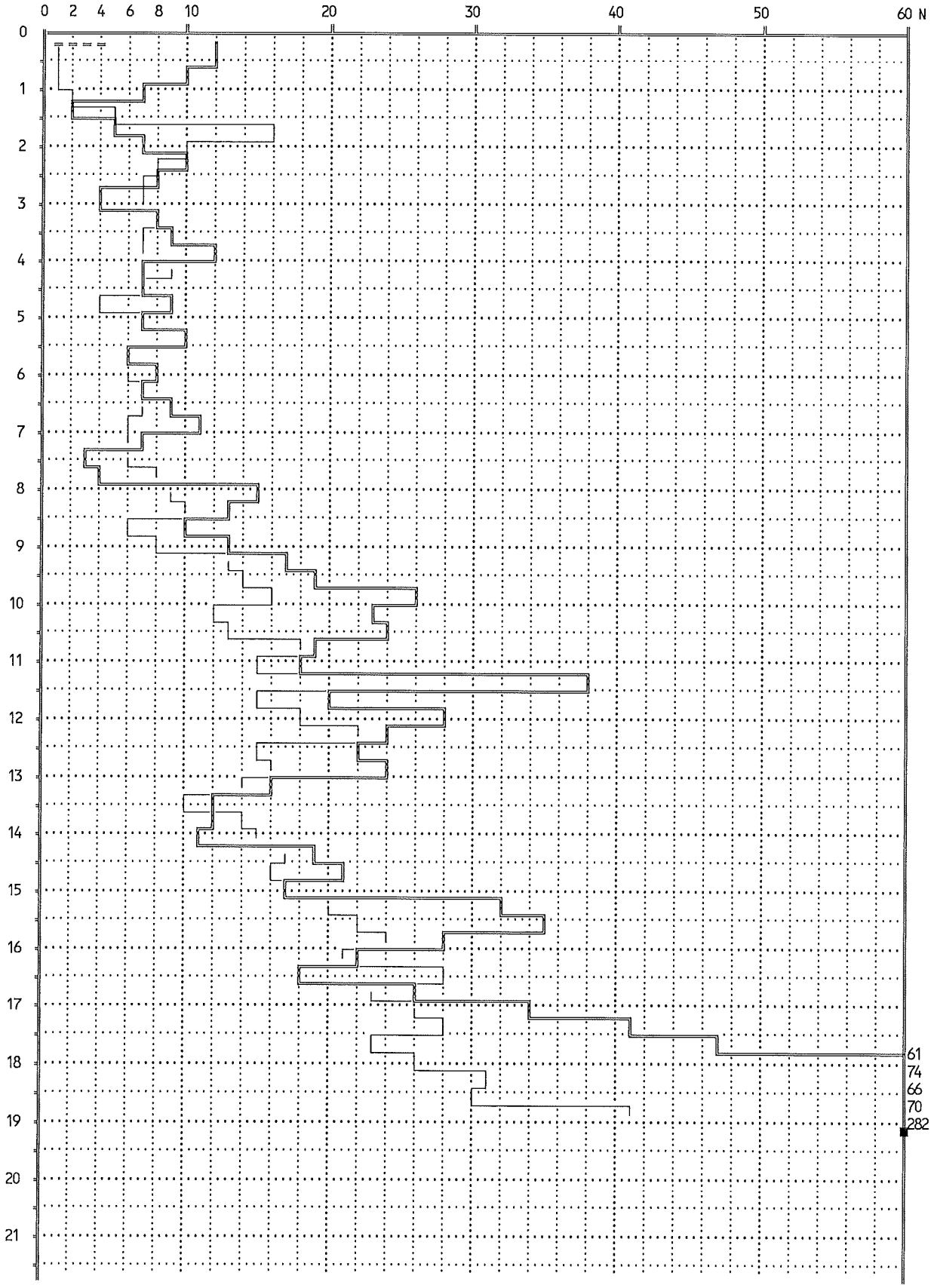
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:7 **DATA: 31-10-2014**

Disegno n°:62297H Località : CORNAREDO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante
N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici
═══ Punta 60° ϕ= 2'' —— Tubazione di rivestimento ϕ = 1''1/2
= = = Inizio prova m. 0.10 Presenza acqua da m.5.40 ■ Fine prova m.19.65



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:8 **DATA: 31-10-2014**

Disegno n°:62298H Località : CORNAREDO

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante
N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici
═══ Punta 60° ϕ= 2'' ——— Tubazione di rivestimento ϕ = 1''1/2
= = = Inizio prova m. 0.20 Presenza acqua da m.5.00 ■ Fine prova m.19.10